

# 顺层岩质边坡顺层滑动岩体范围分析

冯君, 周德培, 江南, 杨涛  
(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

**摘要:** 顺层滑移-拉裂是顺层岩质边坡中常见的一种破坏模式, 顺层滑动岩体范围大小是该类边坡稳定性分析及其加固阻挡结构设计的基础, 是设计人员最关心的问题。考虑边坡开挖卸荷效应对边坡岩体力学参数的影响, 建立了顺层岩质边坡顺层滑动岩体范围的计算式, 利用重庆至怀化铁路沿线顺层岩质路堑边坡失稳破坏的调查资料进行对比分析, 结果吻合较好。

**关键词:** 顺层岩质边坡; 顺层滑动岩体范围; 开挖卸荷效应; 边坡稳定

**中图分类号:** P642.2

**文献标识码:** A

在顺层岩质路堑边坡工程中, 工程人员常常根据岩层倾角的大小选择不同的施工方法, 由此也对顺层边坡的破坏模式产生了影响。在陡倾角的天然顺层边坡上开挖路堑时, 路堑边坡角的设计值往往与岩层倾角一致; 在缓倾角和中等倾角的天然顺层边坡上开挖路堑时, 不可避免地将岩层切断, 被切断的岩层的稳定状态主要取决于岩层倾角和层面的抗剪强度等因素。倾角较大且与岩层倾角相同的顺层开挖边坡主要发生岩层滑移弯曲拉裂变形破坏<sup>[1,2]</sup>。对于开挖坡角比岩层倾角大的开挖顺层边坡, 由于岩层被切断, 其破坏模式可能为完全沿某个层面呈整体性滑动破坏, 也可能沿某个或某些层面滑动, 沿岩层中一些节理面拉开, 由下而上逐渐滑动破坏, 并且当坡脚不再开挖或不再受扰动时, 失稳滑动到一定程度也就不再往上发展, 即有一个失稳破坏的极限长度<sup>[3,4]</sup>, 所有岩层失稳破坏部分的后缘拉断边界组合在一起, 就构成了顺层岩质边坡的顺层滑动岩体范围坡体内边界, 最底层失稳岩层底面则构成顺层滑动岩体范围底边界。许多学者也利用模型试验、数值计算等方法对类似问题进行了研究<sup>[5,6]</sup>, 但是分析方法及结果在实际工程设计中推

广有困难。因此本文结合工程实际, 考虑了边坡开挖卸荷对边坡岩体力学参数的影响, 建立了顺层岩质边坡岩层失稳极限长度和顺层滑动岩体范围的计算公式, 为类似边坡工程设计提供理论依据。

## 1 计算分析基本假设

设边坡走向同岩层走向一致, 边坡可简化为平面问题, 坡体模型如图1所示。设岩层倾角为 $\alpha$ , 开挖边坡坡角为 $\beta$ , 开挖边坡之上的自然边坡坡角为 $\beta_0$ , 开挖边坡坡顶到坡脚的岩层序号分别为 $1, 2, \dots, i, \dots, n$ , 各岩层底层面的序号也相应为 $1, 2, \dots, i, \dots, n$ , 各岩层的重度为 $\gamma_i$ , 第 $i$ 层岩层厚度为 $h_i$ ; 同时设第 $i$ 层岩体底层面摩擦系数为 $f_i$ , 粘聚力为 $c_i$ , 第 $i$ 层层面以上岩体等效抗拉强度为 $S_{ti}$ , 即第 $i$ 层层面以上各层岩体的抗拉强度对岩层厚度的加权平均值; 坡体中发育有走向与岩层走向一致, 与岩层层面近正交的密集节理。

边坡在施工过程中, 由于爆破、侧向约束的解除等因素的影响, 岩体产生向临空面的变形, 伴随这一过程, 边坡浅部一定范围内原有岩体结构遭到破坏,

收稿日期 (Received date): 2006-11-10; 改回日期 (Accepted): 2007-03-05.

基金项目 (Foundation item): 社会公益研究专项基金资助项目 (2001DB200113). [Supported by the National Special Research Foundation for the Commowal of Society of China under Grant No. 2001DB200113]

作者简介 (Biography): 冯君 (1977-), 男, 博士, 2000年毕业于西南交通大学土木工程专业, 现任讲师, 主要从事岩土工程方面的教学和科研工作。[Feng Jun (1977-), male, born in Quxian County, Sichuan Province, PH.D., graduated from Southwest Jiaotong University in 2000, lecturer. Main research fields: geotechnical engineering. E-mail: fengjun4316@163.com.]

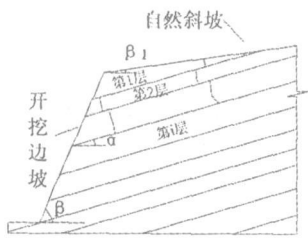


图 1 顺层岩质边坡计算模型

Fig 1 The computational model of consequent rock slope

岩体力学参数随之降低,这其中的力学机理非常复杂,要想全面、准确的描述这一过程非常困难。但根据已有的研究成果<sup>[7-10]</sup>,至少有两点可以明确:1. 岩体力学参数降低的那部分岩体的范围是有限的,一般都位于边坡近临空面附近一定区域;2. 在该范围内,离临空面越近,岩体力学参数值降低越多,离临空面越远,岩体力学参数值降低越少,也就越接近天然状态下的相应值。具体到顺层岩质边坡,可以假设开挖后第*i*层岩层底层面的抗剪强度指标 $f_{ri}$ 、 $c_i$ 以及第*i*层岩层底层面以上岩体等效抗拉强度 $S_{ti}$ 与分析点到开挖面距离 $x$ (图2)的变化关系为

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \begin{cases} k_{fi}x + f_{ri} & 0 \leq x \leq L_0 \\ f_{pi} & x > L_0 \end{cases} \\ c_i &= \begin{cases} k_{ci}x + c_{ri} & 0 \leq x \leq L_0 \\ c_{pi} & x > L_0 \end{cases} \\ S_{ti} &= \begin{cases} k_{si}x + S_{ri} & 0 \leq x \leq L_0 \\ S_{pi} & x > L_0 \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

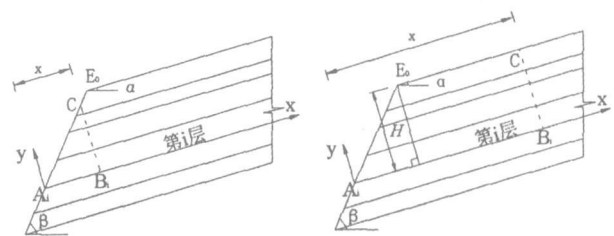
式中  $L_0$  的大小与施工方法、岩体卸荷及风化等因素有关系,可根据工程经验加以确定,根据渝怀铁路顺层岩质边坡现场试验测试,当采用深孔爆破时, $L_0$ 可取为 15 m,当采用单孔小台阶爆破时, $L_0$ 可取为 2.5 m; $f_{pi}$ 、 $c_{pi}$ 、 $S_{pi}$ 分别为天然状态下未受扰动的第*i*层层面摩擦系数、粘聚力以及第*i*层层面以上岩体等效抗拉强度; $f_{ri}$ 、 $c_{ri}$ 、 $S_{ri}$ 分别为受扰动后开挖面处第*i*层层面摩擦系数、粘聚力以及第*i*层层面以上岩体等效抗拉强度。根据中科院 1980 年在生产试验中总结的经验,岩体结构面的内摩擦角爆后比爆前降低 10% ~ 15%,粘聚力爆后比爆前降低 40% ~ 60%,实际计算时,可按此原则取值; $k_{fi}$ 、 $k_{ci}$ 、 $k_{si}$ 为相应系数,且  $k_{fi} = \frac{f_{pi} - f_{ri}}{L_0}$ ,  $k_{ci} = \frac{c_{pi} - c_{ri}}{L_0}$ ,  $k_{si} = \frac{S_{pi} - S_{ri}}{L_0}$ 。

## 2 顺层滑动岩体范围计算分析

边坡岩层的失稳极限长度。在确定了岩层失稳极限长度之后,整个顺层滑动岩体范围则可确定,最底层失稳岩层底面就是顺层滑动岩体范围底边界,各岩层失稳破坏部分的后缘拉断边界组合在一起就构成了顺层滑动岩体范围坡体内边界。

### 2.1 自然斜坡坡角等于岩层倾角

建立如图 2 所示的坐标系,坐标系  $x$  轴位置随研究对象变化而变化,始终位于所研究块体的底层面上,坐标原点设在所研究块体底面与开挖面的交点上。设开挖边坡坡顶  $E_0$  的  $x$ 、 $y$  坐标值为  $x_0$ 、 $y_0$ 。边坡开挖后,假设边坡岩体沿第*i*层岩体底面滑动,坡体内沿节理和节理间的“岩桥”拉裂。



(a) 开挖坡段

(b) 自然坡段

图 2 自然坡角等于岩层倾角的计算模型

Fig. 2 The first calculation model of consequent rock slope

### 1. 开挖边坡段分析

开挖边坡段 ( $0 \leq x \leq x_0$ ), 以图 2(a) 中三角块体  $A_i B_i C$  为研究对象,各参数有以下关系

$$\begin{aligned} |A_i B_i| &= x \\ |B_i C| &= x \tan(\beta - \alpha) \\ W_{A_i B_i C} &= \frac{1}{2} \gamma |A_i B_i| \cdot |B_i C| \end{aligned}$$

拉裂面  $B_i C$  上,有

$$F_{si} = |B_i C| S_{ti}$$

滑动面  $A_i B_i$  上,有

$$F_{qi} = W_{A_i B_i C} \cos \alpha \cdot \bar{f}_i + x \cdot \bar{c}_i$$

所以,对三角块体  $A_i B_i C$  而言,有

$$F_{Di} = W_{A_i B_i C} \cdot \sin \alpha \quad (2)$$

$$F_{Ri} = F_{si} + F_{qi}$$

$$= |B_i C| S_{ti} + W_{A_i B_i C} \cos \alpha \cdot \bar{f}_i + x \cdot \bar{c}_i \quad (3)$$

以上各式中: $W_{A_i B_i C}$ 为边坡三角块体  $A_i B_i C$  的自重; $\gamma$ 为第*i*层层面以上各岩层的加权平均重度,即  $\gamma = \sum_{j=1}^i \gamma_j h_j / \sum_{j=1}^i h_j$ ;  $\bar{f}_i$ 、 $\bar{c}_i$ 为滑动面  $A_i B_i$  的加权平均抗剪强度指标; $F_{si}$ 为岩体的抗拉强度对块体  $A_i B_i C$  产生的拉力; $F_{qi}$ 为滑动面上的抗滑力; $F_{Di}$ 为块体  $A_i B_i C$

确定顺层滑动岩体范围关键在于确定顺层岩质

的下滑力;  $F_{Ri}$  为块体  $A_iB_iC$  的总抗滑力。当

$$F_{Ri} - F_{Di} = 0 \quad (4)$$

边坡岩体  $A_iB_iC$  处于极限平衡状态。将式 (1) ~ (3) 代入式 (4) 中, 可以计算出顺层岩质边坡岩层失稳极限长度  $L_{Hi}$ , 即

$$L_{Hi} = \begin{cases} \frac{-A_{12} + \sqrt{A_{12}^2 - 4A_{11}A_{13}}}{2A_{11}} & (H_{Hi} \leq L_0) \\ \frac{-A_{22} + \sqrt{A_{22}^2 - 4A_{21}A_{23}}}{2A_{21}} & (H_{Hi} > L_0) \end{cases} \quad (5)$$

式中

$$\begin{aligned} A_{11} &= \frac{1}{4} \bar{\gamma} \tan(\beta - \alpha) \cos \alpha \cdot k_{fi} \\ A_{12} &= \frac{1}{2} \tan(\beta - \alpha) \cdot (2k_{si} + \bar{\gamma} \cos \alpha \cdot f_{ri} - \bar{\gamma} \sin \alpha) + \frac{1}{2} k_{ci} \\ A_{13} &= \tan(\beta - \alpha) \cdot S_{ri} + c_{ri} \\ A_{21} &= \frac{1}{2} \bar{\gamma} \tan(\beta - \alpha) \cdot (\cos \alpha \cdot f_{pi} - \sin \alpha) \\ A_{22} &= \frac{1}{4} \tan(\beta - \alpha) [4S_{pi} + \bar{\gamma} \cos \alpha (f_{ri} - f_{pi}) L_0] + c_{pi} \\ A_{23} &= \frac{1}{2} (c_{ri} - c_{pi}) L_0 \end{aligned} \quad (6)$$

## 2. 自然斜坡段分析

自然坡段 ( $x > x_0$ ), 以块体  $A_iB_iCE_0$  为研究对象, 如图 2(b) 所示, 各参数有以下关系

$$|A_iB_i| = x$$

$$|B_iC| = \sum_{j=1}^i h_j = H$$

$$W_{A_iB_iCE_0} = \frac{1}{2} \bar{\gamma} H \cdot x_0 + \bar{\gamma} H (x - x_0)$$

拉裂面  $B_iC$  上

$$F_{si} = |B_iC| \cdot S_{ti}$$

滑动面  $A_iB_i$  上

$$F_{qi} = W_{A_iB_iCE_0} \cdot \cos \alpha \cdot \bar{f}_i + x \cdot \bar{c}_i$$

所以, 对梯形滑块  $W_{A_iB_iCE_0}$  而言, 有:

$$F_{Di} = W_{A_iB_iCE_0} \sin \alpha \quad (7)$$

$$F_{Ri} = F_{si} + F_{qi}$$

$$= |B_iC| \cdot S_{ti} + W_{A_iB_iCE_0} \cdot \cos \alpha \cdot \bar{f}_i + x \cdot \bar{c}_i \quad (8)$$

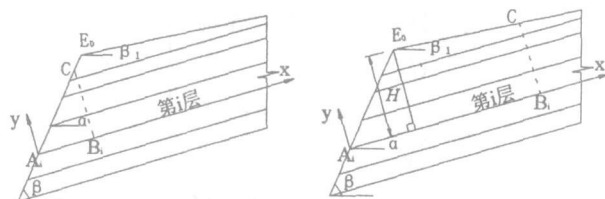
将式 (7)、(8) 式代入式 (4) 中, 可求得自然斜坡段岩层失稳极限长度  $H_{Hi}$ , 即

$$L_{Hi} = \begin{cases} \frac{-B_{12} + \sqrt{B_{12}^2 - 4B_{11}B_{13}}}{2B_{11}} & (H_{Hi} \leq L_0) \\ \frac{-B_{22} + \sqrt{B_{22}^2 - 4B_{21}B_{23}}}{2B_{21}} & (H_{Hi} > L_0) \end{cases} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} B_{11} &= \frac{1}{2} k_{fi} \bar{\gamma} H \cos \alpha + \frac{1}{2} \cos k_{ci} \\ B_{12} &= \bar{\gamma} H (f_{ri} \cos \alpha - \frac{1}{4} k_{fi} x_0 \cos \alpha - \sin \alpha) + H k_{si} + c_{ri} \\ B_{13} &= \frac{1}{2} \bar{\gamma} H x_0 (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot f_{ri}) + H S_{ri} \\ B_{21} &= \bar{\gamma} H (\cos \alpha \cdot f_{pi} - \sin \alpha) + c_{ri} \\ B_{22} &= \frac{1}{2} \bar{\gamma} H [\cos \alpha (f_{ri} - f_{pi}) L_0 - \cos \alpha \cdot x_0 f_{pi} + x_0 \sin \alpha] + \\ &\quad HS_{pi} + \frac{1}{2} (c_{ri} - c_{pi}) L_0 \\ B_{23} &= -\frac{1}{4} \bar{\gamma} H \cos \alpha \cdot x_0 (f_{ri} - f_{pi}) L_0 \end{aligned} \quad (10)$$

## 2.2 自然斜坡坡角小于岩层倾角

建立如图 3 所示的坐标系。坐标系  $x$  轴位置随研究对象变化而变化, 始终位于所研究块体的底层面上, 坐标原点设在所研究块体底面与开挖面的交点上。设开挖边坡坡顶  $E_0$  的  $x, y$  坐标值为  $x_0, y_0$ 。边坡开挖后, 假设边坡岩体沿第  $i$  层岩体底面滑动, 坡体内沿节理和节理间的“岩桥”拉裂。



(a) 开挖坡段

(b) 自然坡段

图 3 自然坡角小于岩层倾角的计算模型

Fig 3 The second calculation model of consequent rock slope

## 1. 开挖边坡段分析

开挖边坡段 ( $0 \leq x \leq x_0$ ), 以图 3(a) 中三角块体  $A_iB_iC$  为研究对象, 计算过程同自然坡角等于岩层倾角的边坡开挖坡段相同, 岩层失稳极限长度  $L_{Hi}$  可由式 (5) 计算。

## 2. 自然斜坡段分析

自然坡段 ( $x > x_0$ ), 以块体  $A_iB_iCE_0$  为研究对象, 如图 3(b) 所示, 各参数有以下关系

$$|A_iB_i| = x$$

$$|B_iC| = H - (x - x_0) \tan(\alpha - \beta_1) \quad (11)$$

$$W_{A_iB_iCE_0} = d_1 x^2 + d_2 x + d_3 \quad (12)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \frac{1}{2} \bar{\gamma} \tan(\alpha - \beta_1) \\ d_2 &= \bar{\gamma} [H + x_0 \tan(\alpha - \beta_1)] \\ d_3 &= -\frac{1}{2} \bar{\gamma} [H x_0 + x_0^2 \tan(\alpha - \beta_1)] \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

将式 (11)、(12)代入式 (7)、(8)和 (4)中, 求得包含有顺层岩质边坡岩层失稳极限长度 ( $L_{Hi} = x$ ) 的方程式, 即

$$\left. \begin{aligned} D_{11}x^3 + D_{12}x^2 + D_{13}x + D_{14} &= 0 \quad (x \leq L_0) \\ D_{21}x^3 + D_{22}x^2 + D_{23}x + D_{24} &= 0 \quad (x > L_0) \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} D_{11} &= \frac{1}{2}k_{fi}d_1 \cos\alpha \\ D_{12} &= d_1 \cos\alpha \cdot f_{ri} + \frac{1}{2}k_{fi}d_2 \cos\alpha - k_{si} \tan(\alpha - \beta_1) + \\ &\quad \frac{1}{2}k_{ci} - d_1 \sin\alpha \\ D_{13} &= k_{si}H + \tan(\alpha - \beta_1)(k_{si}x_0 - S_{ri}) + d_2f_{ri} \cos\alpha + \\ &\quad \frac{1}{2}k_{fi}d_3 \cos\alpha + c_{ri} - d_2 \sin\alpha \\ D_{14} &= HS_{ri} + \tan(\alpha - \beta_1)x_0S_{ri} + d_3f_{ri} \cos\alpha - d_3 \sin\alpha \\ D_{21} &= d_1(\cos\alpha \cdot f_{pi} - \sin\alpha) \\ D_{22} &= \frac{1}{2}d_1 \cos\alpha (f_{ri} - f_{pi})L_0 - \tan(\alpha - \beta_1)S_{pi} + \\ &\quad d_2 \cos\alpha \cdot f_{pi} + c_{pi} - d_2 \sin\alpha \\ D_{23} &= [H + \tan(\alpha - \beta_1)x_0]S_{pi} + \frac{1}{2}d_2 \cos\alpha (f_{ri} - f_{pi})L_0 + \\ &\quad d_3 \cos\alpha \cdot f_{pi} + \frac{1}{2}(c_{ri} - c_{pi})L_0 - d_3 \sin\alpha \\ D_{24} &= \frac{1}{2}d_3 (f_{ri} - f_{pi}) \cos\alpha \cdot L_0 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

通过求解方程式 (14), 即可求得岩层失稳极限长度, 实际计算时, 可利用 MATLAB 等数值程序编程求解。

### 3 实例分析

以位于重庆 - 怀化铁路 DK385 + 515~ DK385 + 690段的边坡为例, 岩层走向与线路走向基本平行, 岩层平均倾角  $\alpha = 24^\circ$ , 岩层平均重度为  $24.6 \text{ kN/m}^3$ , 岩性为厚层白云质灰岩夹薄层泥质灰岩, 开挖坡角  $\beta = 60^\circ$ , 自然斜坡段坡角  $\beta_1 = 14^\circ$ 。路堑施工中曾切断两层岩层, 如图 4所示。根据现场调查资料, 测试资料和类比法, 确定的相关参数列于表 1 中。

首先求各岩层的开挖边坡段极限长度, 即将表 1所示的边坡相关参数代入式 (6)中, 求得  $A_{11} \sim A_{23}$  共 6个参数值, 然后带入式 (5)中, 求得 1、2岩层开挖坡段的极限长度, 由于无实数解, 即表示 1、2岩层在开挖坡段均不会出现拉裂破坏; 然后再求各岩层自然斜坡段的极限长度, 即将表 1所示的各参数带

入式 (15)中, 求得  $D_{11} \sim D_{24}$ 共 8个参数值, 然后将其带入式 (14)中, 可求得该边坡各岩层自然坡段的失稳极限长度, 计算结果均列于表 2中。根据现场调查情况, 当按照最初设计方案施工时, 即开挖坡角, 边坡开挖至第二层软弱夹层, 即切断第二层岩层后, 线路右侧顺层边坡沿第二层岩层底层面发生顺层滑动, 后缘拉裂缝距前缘约 67.62 m, 第一层岩层在不同位置也出现了相应的拉裂缝, 距前缘约 34.18 m, 如图 4所示, 后变更设计措施为顺第三层软弱夹层清方。由此可得该边坡顺层滑动岩体范围的底边界为第二层岩层底层面, 坡体内边界则可由第二层岩层失稳极限长度确定。

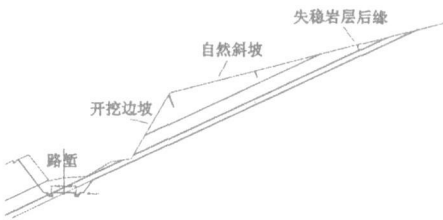


图 4 顺层滑动岩体范围

Fig 4 The extent of bedding slipping rock mass

表 1 边坡岩层参数

Table 1 Parameters of rock stratum					
层号	$h_i$ (m)	$k_{fi}$ ( $\text{m}^{-1}$ )	$f_{pi}$	$f_{ri}$	$k_{ci}$ ( $\text{kPa/m}$ )
1	7.73	0.003 9	0.364	0.306	0.4
2	3.61	0.003 6	0.344	0.290	0.6
层号	$c_{pi}$ (kPa)	$c_{ri}$ (kPa)	$k_{si}$ ( $\text{kPa/m}$ )	$S_{pi}$ (kPa)	$S_{ri}$ (kPa)
1	10	4	1.33	20	0
2	15	6	1.33	20	0

表 2 边坡岩层失稳极限长度

Table 2 The limit unstable length of rock stratum			
层号	开挖边坡段极限长度 (m)	自然斜坡段极限长度 (m)	现场调查获得的实际滑动长度 (m)
1	-	34.01	34.18
2	-	75.34	67.62

注: 表中“-”表示无合理的实数解, 即岩层失稳长度极限位置不会出现在该坡段, 如果在开挖坡段和自然坡段均无合理的实数解, 则表示边坡不会沿该岩层底面顺层滑动。

### 4 结 论

1. 顺层滑移 - 拉裂是顺层岩质边坡中常见的一种破坏模式, 顺层滑动岩体范围大小是该类边坡稳定性分析及其加固支撑结构设计的基础, 也是设

计的难点。

2. 本文针对顺层滑移 – 拉裂破坏模式的顺层岩质边坡, 考虑了岩层层面抗剪强度参数随卸荷及风化程度降低的情况, 推导出了顺层岩质边坡顺层滑动岩体范围的计算公式, 并用工程实例进行了验证, 为这类边坡稳定性分析和加固支挡结构设计提供了理论依据, 克服了设计中单凭工程经验确定失稳范围的不足。

## 参考文献 (References)

- [1] Li Yunpeng, Yang Zhilin, Wang Zhiyin. Displacement theory of structure stability for rock mass bedding slope[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2000, 19(6): 747~750 [李云鹏, 杨治林, 王芝银. 顺层边坡岩体结构稳定性位移理论[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(6): 747~750]
- [2] Li Qiang, Zhang Zhuoyuan. Mechanism of buckling and creep buckling failure of the bedding rock mass on the consequent slope [A]. In: Proc of the 6th Intern Congr of IAG [C]. Rotterdam: A A Balkema 1990. 257~260
- [3] Deng Ronggui, Zhou Depei, Li Anhong, et al. On the critical length of unstable rock stratum on bedrock slope [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, 24(2): 178~181 [邓荣贵, 周德培, 李安洪, 等. 顺层岩质边坡不稳定岩层临界长度分析[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(2): 178~181]
- [4] Deng Ronggui, Zhang Zhuoyuan. Stability of Fengdian high cutting slope along the expressway from Chengdu to Nanchong of China [A]. In: 2001 ISRM Symposium – 2nd Asian Rock Mechanics Symposium [C]. Beijing: A Balkema 2001. 569~572
- [5] Feng Jun, Zhou Depei, Li Anhong. Research on relaxation region

- for rock bedded cutting slope by physical modeling [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(5): 840~845 [冯君, 周德培, 李安洪. 顺层岩质边坡开挖松弛区试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(5): 840~845]
- [6] Xiao Shiguang, Zhou Depei. Determination and numerical analysis method of relaxation region for cutting slope [J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2003, 38(3): 318~322 [肖世国, 周德培. 开挖边坡松弛区的确定与数值分析方法[J]. 西南交通大学学报, 2003, 38(3): 318~322]
- [7] Deng Jianhui, Lee C F, Ge Xiumin. Disturbed zones and displacement back analysis for rock slopes [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2001, 3, 20(2): 171~174 [邓建辉, 李焯芬, 葛修润. 岩石边坡松动区与位移反分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 3, 20(2): 171~174]
- [8] Deng Jianhui, Wang Hao, Jiang Qinghui, et al. Monitor of disturbed zone for rock slope by sliding deformatometer [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2002, 21(2): 180~184 [邓建辉, 王浩, 姜清辉, 等. 利用滑动变形计监测岩石边坡松动区[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 180~184]
- [9] Xia Xiumin, Zhou Huaming, Sheng Qian, et al. Excavation loosened zone and mechanical behaviors of rock mass of bedded high slopes of TGP [J]. *Yangtze River Scientific Research Institute*, 1999, 16(4): 1~5 [夏熙伦, 周火明, 盛谦, 等. 三峡工程船闸高边坡岩体松动区及其性状[J]. 长江科学院报, 1999, 16(4): 1~5]
- [10] Hang Runqiu, Lin Feng, Chen Deji, et al. Formation mechanism of unloading fracture zone of high slopes and its engineering behaviors [J]. *Journal of Engineering Geology*, 2001, (3): 227~232 [黄润秋, 林峰, 陈德基, 等. 岩质高边坡卸荷带形成及其工程性状研究[J]. 工程地质学报, 2001, (3): 227~232]

# On the Extent of Bedding Slipping Rock mass of Consequent Rock Slope

FENG Jun, ZHOU Depei, JIANG Nan, YANG Tao

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

**Abstract** Bedding slipping and fracturing is one of failure modes of consequent rock slope. The extent of bedding slipping rock mass is the basis of stability analysis and structural support design of consequent rock slope. Therefore, it has become one of the most important problem to which many engineers regarding slope engineering pay attention. By considering the reduction of shear strength of the bedding plane due to unloading and weathering and the limit equilibrium state of the unstable rock mass, formulas used to calculate the extent of bedding slipping rock mass of consequent rock slope is deduced. The comparison between the calculated and observed data of a consequent rock slope in railway from Chongqing to Huaihua was carried out. It shows that the results are coincident. The formulas could be used in the structural support design of consequent rock slope.

**Key words** consequent rock slope, the extent of bedding slipping rock mass, excavation unloading effect, slope stability